

гидрометрических наблюдений определены величины речного стока и его составляющих (поверхностной, подземной и подземной глубиной), особенности их внутригодовой изменчивости, оценена взаимосвязь морфометрических параметров водосборов и величин модулей стока. Установлено, что наибольшие значения модульных характеристик стока приходится на водосборы бассейна р. Томи. Для всех модульных характеристик стока установлены значимые положительные связи с уклоном базисной поверхности, причем выявлено, что наиболее тесная корреляционная взаимосвязь прослеживается между уклонами базисной поверхности и модулями подземного стока. В целом, по-

лученные данные не противоречат общим закономерностям распределения характеристик стока, но применительно к северной части Кузнецкого Алатау позволяют оценивать их с большей степенью детальности.

Полученные результаты могут быть использованы для оценки ресурсов подземных вод, разработки рекомендаций по оптимизации водопользования различного рода потребителей, для изучения вопросов формирования состава, качества подземных вод и оценки их геологической роли в разрушении горных пород, формировании месторождений полезных ископаемых гидрогенного типа и проч.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Комлев А.М. Закономерности формирования и методы расчетов речного стока. – Пермь: Изд-во Перм. ун-та, 2002. – 163 с.
2. Ржаницын Н.А. Морфологические и гидрологические закономерности строения речной сети. – Л.: Гидрометеорологическое изд-во, 1960. – 238 с.
3. Зекцер И.С., Джамалов Р.Г. Подземные воды в водном балансе крупных регионов. – М.: Наука, 1989. – 124 с.
4. Дутова Е.М. Особенности геохимии подземных вод ряда золоторудных районов Алтае-Саянской складчатой области в связи с гидрогеохимическими поисками: автореф. дис. ... док. геол.-мин. наук. – Томск: Изд-во ТПУ, 2005. – 46 с.
5. Гидрогеология СССР. Том XVII. Кемеровская область и Алтайский край. Западно-Сибирское геологическое управление / под ред. М.А. Кузнецова, О.В. Постникова. – М.: Недра, 1972. – 399 с.
6. Природные воды Ширинского района республики Хакасия / Под ред. В.П. Парначева. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 2003. – 183 с.
7. СНиП 2.01.14-83. Определение расчетных гидрологических характеристик.
8. Исследовательская программа SRTM NASA // Интернет-сайт NASA. – 2009. – 17 июня [электронный ресурс]. URL: <http://www2.jpl.nasa.gov/srtm/> (дата обращения 10.01.2010).
9. Куделин Б.И. Подземный сток на территории СССР. – М.: Изд-во Московского ун-та, 1966. – 303 с.

Поступила 18.01.2010 г.

УДК 624.131

УЧЕТ ПЕРЕУПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ В РАСЧЕТАХ ОСЕДАНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СООРУЖЕНИИ ТУННЕЛЕЙ

Л.А. Строкова

Томский политехнический университет
E-mail: geyer@tpu.ru

Представлены результаты численного моделирования оседания земной поверхности при сооружении туннелей. Исследовано воздействие начального переуплотнения, выраженного через коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя на величину осадки. Показано, что этот параметр важно учитывать для переуплотненных глинистых грунтов.

Ключевые слова:

Мульда оседания, туннель, метод конечных элементов, коэффициент бокового давления грунта.

Key words:

Surface settlement trough, tunnel, finite element method, coefficient of earth pressure at rest.

Для расчета прочности и устойчивости грунтовых оснований в последние годы используется специальное геотехническое программное обеспечение (программы PLAXIS, Zsoil, FEModels, FLAC и другие). Характерной особенностью геотехнического программного обеспечения является возможность проводить расчеты с учетом стадийности устройства конструкции, моделировать про-

цессы экскавации грунта, возведения обделки туннеля, что способствует повышению точности расчетов.

При использовании программ в геотехнических расчетах по данным Европейского геотехнического сообщества особые трудности у пользователей вызывают определение и задание входных параметров; определение начальных условий; выбор под-

ходящей модели, достоверно описывающей поведение материала; интерпретация результатов.

В настоящей работе уделено внимание слабо изученному параметру, необходимого для задания начального напряженного состояния, а именно коэффициенту бокового давления грунта и его роли в расчетах. Под коэффициентом бокового давления грунта понимается отношение горизонтального эффективного напряжения σ'_h к вертикальному σ'_v при отсутствии горизонтальных деформаций ($\varepsilon_h=0$). В настоящее время для обозначения коэффициента бокового давления грунта используются различные символы: в русскоязычной литературе λ – в ненарушенном массиве; ξ_0 – при описании давления на абсолютно жесткую стенку в состоянии покоя; за рубежом и в настоящей работе – K_0 .

Вертикальные напряжения в грунтовом массиве можно легко установить, исходя из таких величин, как глубина расположения объекта исследования, плотности, уровня грунтовых вод. Установить горизонтальные напряжения в грунтовом массиве и соответственно K_0 – задача более сложная.

Во-первых, отношение горизонтальных и вертикальных напряжений не является величиной постоянной во времени и зависит от истории нагружения [1–3]. Например, на рис. 1 показано изменения вертикальных и горизонтальных напряжений и K_0 : а) на стадии седиментации, траектория ABC;

б) на стадии эрозии, деградации отложений, экскавации, подъема уровня грунтовых вод, траектория CDE; в) на стадии повторного нагружения (например, в результате возведения сооружений), траектория EF.

Во-вторых, для определения этого показателя необходимо сложное дорогостоящее оборудование, не входящего в стандартное оснащение лабораторий.

Поэтому в практике широко используются эмпирические уравнения определения K_0 по каждому из рассмотренных случаев на рис. 1, полученные на основе корреляций между K_0 и пределами пластичности и текучести, содержанием глинистой фракции, коэффициентом неоднородности гранулометрического состава, коэффициентом пористости и другими параметрами (табл. 1). Большинство исследователей считают, что для условий первичного нагружения коэффициент бокового давления K_0^{NC} зависит от эффективного угла внутреннего трения [1–5] или от числа пластичности [6]. При разгрузке по траектории CDE (рис. 1, б) горизонтальное напряжение уменьшается медленнее, чем вертикальное, и, как установлено в работах [3, 7–12], коэффициент бокового давления для переуплотненных пород K_0^{OC} зависит от коэффициента переуплотнения (Over-Consolidation Ratio) определяется как

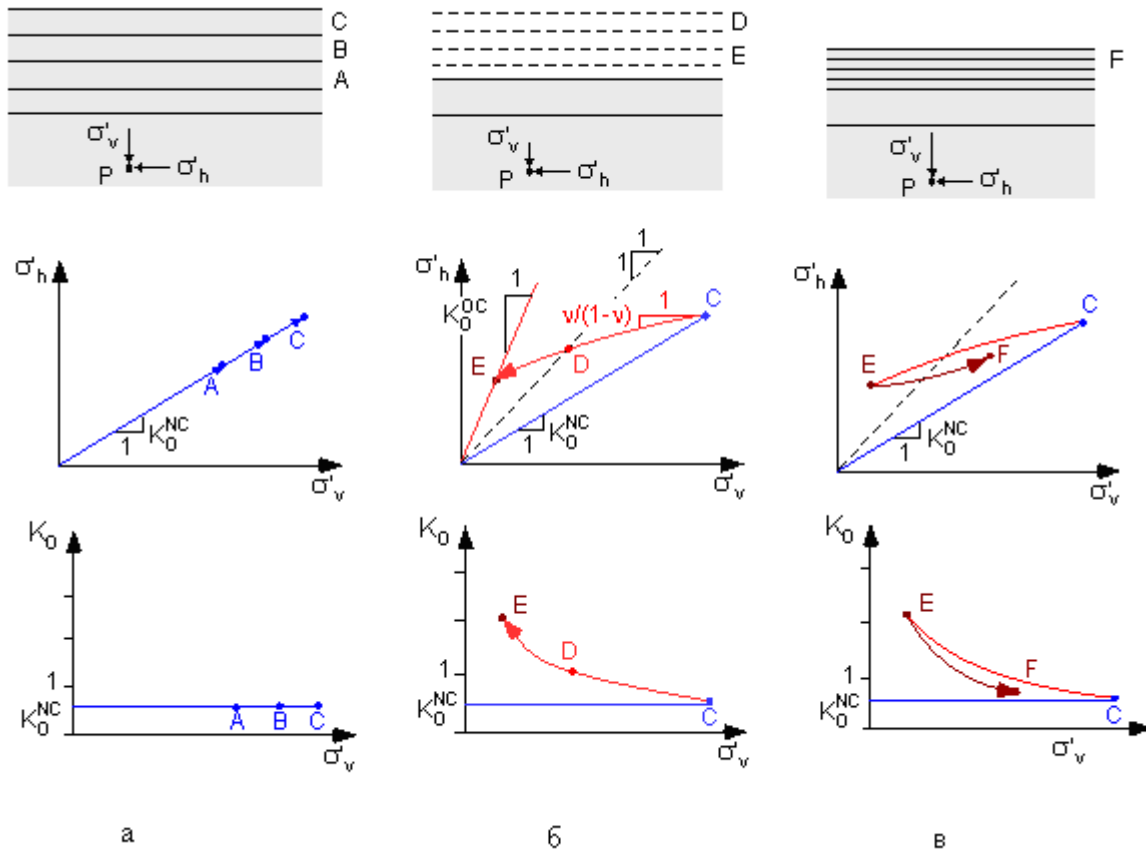


Рис. 1. Вариации напряжений и K_0 при: а) нагружении; б) разгрузке; в) повторном нагружении

Таблица 1. Эмпирические выражения для определения K_0

История напряженного состояния	Ссылка	Формула
Первичное нагружение $OCR \leq 1$	Jaky (1944) [2]	$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$, где ϕ' – эффективное значение угла внутреннего трения
	Brooker, Ireland (1965) [1]	$K_0^{NC} = 0,95 - \sin \phi'$
	Alpan (1967) [6]	$K_0^{NC} = 0,15 + 0,233 \log(I_p)$ – глины, где I_p – число пластичности
	Mayne, Kulhawy (1982) [3]	$K_0^{NC} = 1 - 0,987 \sin \phi'$ – глины; $K_0^{NC} = 1 - 0,998 \sin \phi'$ – пески
	Bolton (1991) [4]	$K_0^{NC} = \frac{1 - \sin(\phi'_{crit} - 11,5^\circ)}{1 + \sin(\phi'_{crit} - 11,5^\circ)}$
Simpson (1992) [5]	$K_0^{NC} = \frac{\sqrt{2} - \sin \phi'_{crit}}{\sqrt{2} + \sin \phi'_{crit}}$	
Разгрузка $OCR > 1$	Wroth (1975) [12]	$K_0^{OC} = OCR \cdot K_0^{NC} - \frac{v}{1-v} (OCR - 1)$
	Brooker, Ireland (1965) [1]	$K_0^{OC} = K_0^{NC} (OCR)^n$, $n = f(1/I_p)$, $n \approx 0,4 \pm 0,05$
	Schmidt (1966) [8]	$K_0^{OC} = (1 - \sin(1,2\phi')) (OCR)^{\sin(1,2\phi')}$
	Prüska (1973) [7]	$K_0^{OC} = \frac{\sqrt{K_a} OCR}{1 - K_a(1 - OCR)}$, где $K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$ – коэффициент активного давления, по теории Рэнкина зависимый от угла внутреннего трения ϕ'
	Meyerhof (1976) [9]	$K_0^{OC} = K_0^{NC} (OCR)^\alpha$, $\alpha = 0,5$
Mayne, Kulhawy (1982) [3]	$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\sin \phi'}$	
Вторичное нагружение	Mayne, Kulhawy (1982) [3]	$K_0 = (1 - \sin \phi') \left[\frac{OCR}{OCR_{max}^{(1 - \sin \phi')}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right]$
	Shohet (1995) [10]	$K_0^{OC} = K_0^{OC}(c_u/\sigma'_v)_{NC} / (c_u/\sigma'_v)_{OC}$, c_u – сцепление, или прочность глинистых грунтов по схеме недренированных испытаний
	Sivakumar, Doran, Graham, Navaneethan (2001) [11]	$OCR = \left[\frac{1 - \gamma K_0^{OC}}{1 - \gamma K_0^{NC}} \right]^{\frac{1}{1-\chi}}$, γ – наклон линии недренированного трехосного сжатия в плоскости $\sigma'_v - \sigma'_h$, χ – отношение наклонов линий разгрузки и повторного нагружения в плоскости $v - \ln \sigma'_v$

$OCR = \sigma'_{max v} / \sigma'_v$, где $\sigma'_{max v}$ – максимальное вертикальное эффективное напряжение за весь период существования массива грунта, а σ'_v – вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта в настоящий период [13].

При ручных расчетах делают упрощающие предположения, например, для однородного грунта с горизонтальной поверхностью K_0 можно установить из соотношений линейной упругости по формуле $K_0 = v / (1 - v)$, где v – коэффициент Пуассона, устанавливаемый чаще всего не при лабораторных испытаниях, а по литературным данным.

Расчеты при помощи метода конечных элементов с использованием сложных упруго-пластических моделей в значительной мере исключают необходимость использования упрощающих предпосылок, свойственных традиционным подходам. Расширение числа решаемых практических задач, использование сложных уравнений состояния грунтов потребовало развития лабораторных и вычислительных экспериментов по определению входных параметров цифровых расчетных моделей.

Целью проведения вычислительного эксперимента являлась проверка идеи о влиянии предварительного нагружения грунтового массива на резуль-

таты оценки оседания земной поверхности при проходке туннелей. О предварительном нагружении зоны предполагаемого строительства свидетельствуют данные общегеологического характера о наступлении ледников в ресс-вюрмские гляциалы, после таяния ледников вертикальное напряжение понизилось [14], а K_0 – соответственно повысился (рис. 1, б). Поэтому было решено провести анализ чувствительности решения к изменению параметра K_0 , принимая минимальное значение – в условиях нормальной консолидации (до наступления ледников) и повышенные значения – современное состояние грунтового массива (с учетом переуплотнения грунтов после таяния ледников).

Для расчетов применялась упруго-пластическая модель с изотропным упрочнением *PLAXIS Hardening Soil* [15]. Расчетное сечение представлено тремя различными по литологии слоями. Верхний слой мощностью 10 м представлен четвертичными гравийно-щебенистыми грунтами. Под слоем гравия залегают миоценовые пески (мощностью 4 м) и глины (мощностью 8,0 м). Показатели физико-механических свойств грунтов приведены в табл. 2.

Туннель имеет диаметр 7,0 м и расположен на глубине 13 м в слоях гравия и песка. Основные

свойства туннельной обделки следующие: нормальная жесткость $EA=6,0 \cdot 10^6$ кН/м, изгибная жесткость $EI=2,0 \cdot 10^4$ кН·м²/м, эквивалентная толщина $d=0,2$ м, коэффициент Пуассона $\nu=0,33$.

Таблица 2. Основные характеристики грунтов

Название	Обозначение в «PLAXIS»	Гравий	Глина	Песок	Ед. изм.
Удельный вес грунта	γ_{unsat}	22	20	21	кН/м ³
Удельный вес водонасыщенного грунта	γ_{sat}	23	20	22	кН/м ³
Модуль Юнга при первичном нагружении	$E_{50}=E_{ced}$	90	60	100	МН/м ²
Модуль Юнга при разгрузении – повторном нагружении	E_{ur}	180	120	200	МН/м ²
Показатель степени	M	0,4	0,4	0,4	–
Коэффициент Пуассона	ν	0,3	0,2	0,3	–
Сцепление	c	0,5	25	0,5	кН/м ²
Угол внутреннего трения	φ	37,5	25	35	град.
Угол дилатансии	Ψ	0	0	5	град.
Коэффициент бокового давления грунта по формуле Яки [2]	K_0^{NC}	0,391	0,577	0,426	–
Коэффициент бокового давления грунта с учетом переуплотнения грунтов	K_0^{OC-1} K_0^{OC-2}	–	0,8 1,0	0,6 0,8	–

Дискретизация расчетной области выполнена треугольными элементами. В области оседания поверхности установлена более мелкая сетка конечных элементов. После задания начальных условий по воде сгенерировано начальное состояние эффективных напряжений.

На основе базовой расчетной схемы созданы расчетные схемы, отличающиеся между собой коэффициентом бокового давления миоценовых грунтов. Вариации коэффициента K_0 приняты для песка 0,43; 0,6 и 0,8; для глины 0,58; 0,8 и 1,0. Данные по вертикальным перемещениям на верхней границе каждой расчетной модели из программы PLAXIS переносились в MS Excel для сравнения рассчитанных мульд оседания с разными значениями K_0 и данных натурных наблюдений за оседанием поверхности. Как видно из рис. 2, лучшее совпадение реальной мулды оседания с рассчитанной наблюдается при K_0^{OC-1} (для песка – 0,6; для глины 0,8).

Таким образом, проведенное исследование свидетельствует о том, что предварительное уплотнение массива в ледниковый период, опосредованно выраженное через коэффициент бокового давления, играет важную роль в современном поведении грунта. Степень переуплотнения грунтовых массивов рекомендуется учитывать при проектировании грунтовых оснований. Для предварительной оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива допустимо использовать эмпирические формулы определения K_0 , для стадии рабочей документации следует выполнять специальные лабораторные и полевые исследования.

Использование специального программного обеспечения позволяет уменьшить трудоемкость при оценке напряженно-деформированного состояния при существенном повышении достоверности получаемых результатов и является одним из направлений повышения эффективности проектно-изыскательских работ.

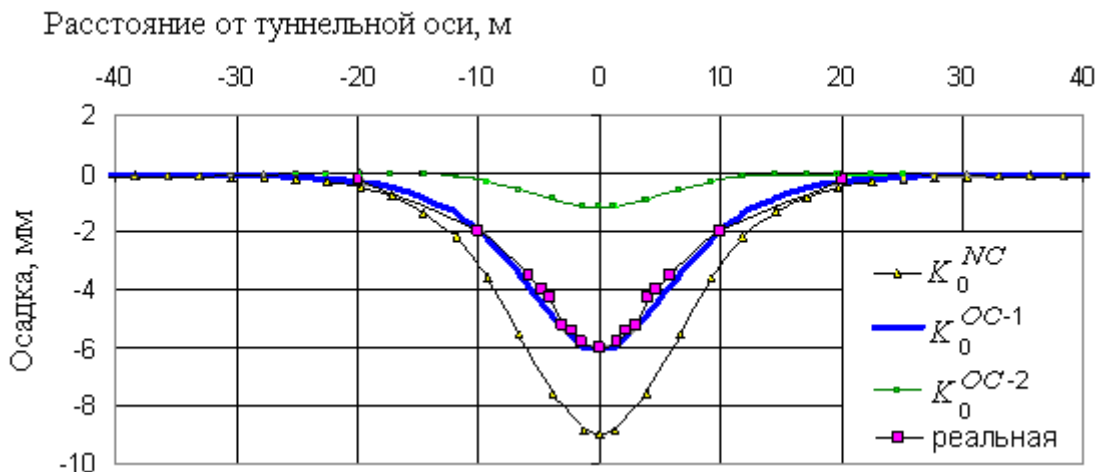


Рис. 2. Кривые оседания, реальная и рассчитанные с варьированием K_0

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Brooker E.W., Ireland H.O. Earth pressures at rest related to stress history // Canadian Geotechnical Journal. – 1965. – V. 2. – № 1. – P. 1–15.
2. Jáky J. A nyugalmi nyomás tenyezője (The coefficient of earth pressure at rest) // Magyar Mérnök és Építész Egylet Közlönye (Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers). – 1944. – October. – P. 355–358.
3. Mayne P.W., Kulhawy F.H. K_0 -OCR relationships in soil // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1982. – V. 108. – GT6. – P. 851–872.
4. Bolton M.D. Geotechnical stress analysis for bridge and abutment design. Contractor Report 270. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory, (1991). [Электронный ресурс]. – режим доступа: http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech_new/MDb_Publications%20by%20Topic/D%20Design.html. – 01.11.2009.
5. Simpson B. Retaining structures: displacement and design // Geotechnique. – 1992. – V. 42. – № 4. – P. 541–576.
6. Alpan I. The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{0R} // Soils and Foundations. – 1967. – V. 7. – № 1. – P. 31–40.
7. Průška M.J. Effect of initial stress on the stress-strain relation // Proceedings of the 8th Intern. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow. – 1973. – V. 4. – P. 26–28.
8. Schmidt B. Discussion of 'Earth pressures at rest related to stress history' by Brooker & Ireland (1965) // Canadian Geotechnical Journal. – 1966. – V. 3. – № 4. – P. 239–242.
9. Meyerhof G.G. Bearing capacity and settlement of pile foundations // Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. – 1976. – V. 102. – GT3. – P. 197–228.
10. Shohet D.C. Prediction of in-situ horizontal stresses in clay soils from the measurement of undrained shear strength, plasticity index and vertical effective stress // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1995. – V. 13. – P. 206–214.
11. Sivakumar V., Doran I.G., Graham J., Navaneethan T. Relationship between K_0 and overconsolidation ratio: a theoretical approach // Geotechnique. – 2001. – V. 52. – № 3. – P. 225–230.
12. Wroth C.P. In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1975. – V. 2. – P. 181–230.
13. Casagrande A. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance // Proc. of the 1st Intern. Soil Mechanics and Foundation Engineering Conf. – Cambridge, Mass., 22-26 June 1936. Ed. by A. Casagrande. – 1936. – V. 3. – P. 60–64.
14. Schwarz A. Einfluss des Primärspannungszustandes auf die Belastung von Tunnelinnenschalen. – München: Technische Universität München, 2004. – 116 S.
15. Brinkgreve R.B.J., et.al. PLAXIS – Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. 2D Version 8. – The Netherlands. Rotterdam: A.A. Balkema, 1997. – 200 p.

Поступила 03.11.2009 г.

УДК 624.131

НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ СОЗДАНИЯ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

Л.А. Строкова

Томский политехнический университет

E-mail: geyer@tpu.ru

Рассмотрена технология создания расчетных моделей грунтовых оснований, указаны достоинства и недостатки аналитических и компьютерных (цифровых) расчетных моделей. Приведены этапы построения цифровой расчетной модели, предложены пути совершенствования технологии создания таких моделей. Рассмотрены примеры реализации отдельных процедур данной концепции.

Ключевые слова:

Напряженно-деформированное состояние, методология, расчетная модель.

Key words:

Stress-strain state, methodology, calculation model.

Вопросы разработки расчетных моделей, адекватно отражающих поведение пород при взаимодействии с инженерным сооружением, имеют научно-прикладное значение в инженерной геологии. Главной целью составления расчетной модели основания является обоснование основных параметров проекта, таких, как тип основания; конструкции, материал и размеры фундаментов на основе предполагаемых предельных состояний, определяющих уравнений поведения грунта под нагрузкой; при максимуме эффективности инвестиций и допустимом уровне риска достижения основанием предельных состояний и последствий.

На первом этапе создания модели выполняется изучение теоретических основ и сбор информации об объекте, выявляются причинно-следственные связи между переменными, описывающими объект, а именно, изучается взаимодействие системы инженерное сооружение – грунтовый массив, ее основных компонентов, устанавливаются предполагаемые предельные состояния основания. При этом должны учитываться не только нагрузки от проектируемого сооружения, но также возможное неблагоприятное влияние внешней среды, приводящее к изменению физико-механических свойств грунтов (например, под влиянием поверхностных или под-